

(I-44) PC無補剛吊り橋の設計と構造特徴について

(株) 富貴沢建設コンサルタンツ 正会員 岸 靖佳
 栃木県栃木土木事務所 郡司和雄
 栃木県道路維持課 岡田孝一
 足利工業大学 FERO-会員 阿部英彦
 (株) 富貴沢建設コンサルタンツ 正会員 谷内祐一

はじめに

本橋は渡良瀬遊水地壬生自転車道の黒川横断面に計画されたものである。兩岸は、現在、河川環境整備と東雲公園の整備が進められており、本橋は兩岸の公園を結ぶ連絡橋となるので、公園のシンボルとして特に景観への配慮が求められた。また自転車道の縦断計画により、構造高さを50cm程度に押さえることが望まれた。検討の結果、ケーブルが構成する優美さ、塔によるシンボル性、更に構造高さなどを考慮し、PC無補剛吊り橋を採用したが、この形式は国内初の試みである。なお、無補剛吊り橋であるが、設計解析の結果、橋軸方向の一部荷重範囲と橋軸直角方向において補剛吊り橋としての性状を示すことが判明した。

1. 設計概要

構造形式：単径間 PC無補剛吊り橋(図-1)	ケーブル：スチール 1×217 φ 104mm
橋 長：96.50m	破断強度 1001.0tf, 安全率 $F_s \geq 3.0$
中央径間：94.50m	ハンガー：スチール 7×7 φ 24mm
主 塔：熱間成形角型鋼管 700×700, H=18.70m	破断強度 40.4tf, 安全率 $F_s \geq 3.5$
有効復員：4.00m(中央部)～6.00m(端部)	群集荷重：350kgf/m ² (ケーブル, 塔設計時)
縦断勾配：1/94.5 放物線(平均 2.1%)	500 " (床版, ハンガー, セン断突起設計時)
床 版：プレキャストPC版	150 " (補剛桁としての応力検討時)
床版厚 14cm(中央部)～50cm(ハンガー部)	100 " (地震時)
設計基準強度 500kgf/cm ²	風 荷 重：450 " (設計風速 55m/s)
PC鋼材：縦締め SWPR7B 19-T15.2	緊急車両荷重：5.0tf
横締め " 1-T15.2	設計水平震度： $K_h=0.2$

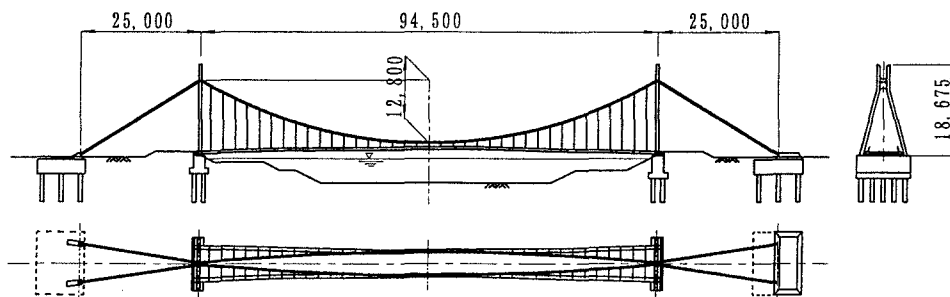


図-1 全体一般図

2. 床版の設計

床版はハンガースパンで分割される全38個のプレキャストコンクリート製(図-2)で、床版厚さ14cm、ハンガーを定着する増厚部は50cmである。床版の応力照査は、ブロック単体として橋軸、幅員両方向と、セン断突起について行った。又、床版の横剛性の大きさ、縦締 PC鋼材による一体化を考慮し、床版を補剛桁と見なした場合の活荷重応力を Peery の影響線解法により求め照査した。その結果、面内方向では群衆荷重

150kgf/m²までの範囲は、フルプレストレスであり、補剛桁として機能する事を確認した。同様に、面外方向についても設計水平震度 $K_h=0.2$ の地震荷重を載荷すると同時に地震時活荷重100kgf/m²による面内応力を合成し、断面がフルプレストレスであることを確認した。架設時における床版の定着は、橋軸方向の一端をハンガー、他端を隣接ブロックにボルトで仮締めし、全ブロック架設後縦締め PC 鋼材により緊張一体化する方法とした。

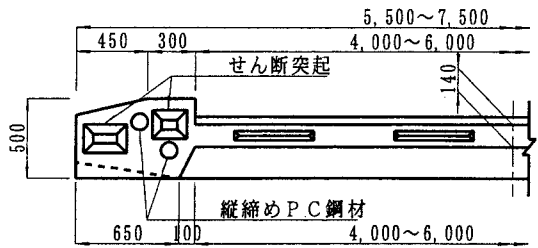


図-2 床版パネル断面図

3. ケーブル類の設計

ケーブル最大張力はバックステーの塔頂付近に発生し、群集荷重 350kgf/m²全載時で 1 本あたり 321tf である。また、ハンガー張力は有効幅員が橋軸方向で変化することから主塔に最も近いハンガーで最大となり、群集荷重 500kgf/m²全載時で 11.4tf である。安全率はケーブルが 3.11、ハンガーが 3.55 となり、いずれも設計条件を満足している。なお、無補剛吊橋で一般に用いられる耐風索は、次項で述べる理由により省略した。

4. 耐風索の省略

一般の中小吊橋の設計において、水平荷重は通常、地震荷重より風荷重が卓越する。しかし本橋の場合、床版重量が重く、しかも剛性が高いため、立体骨組解析を行った結果では補剛桁の地震時曲げモーメントが風時の約 2.5 倍となり、静的荷重に対して耐風索は不要となった(表-1)。そこで、さらに動的安定性を検証するため、固有値解析によって面内外のねじれ、たわみ振動数を求め、これらを下式¹⁾に代入して曲げねじれフラッター限界風速を計算した(表-2)。

$$V_{cr} = 38.12 \times \frac{(mI\theta)^{1/4}}{(B/2)^{1/2}} \cdot \omega_{\phi} \sqrt{1 - \left(\frac{\omega_{\eta}}{\omega_{\phi}}\right)^2} \dots\dots\dots (1)$$

ここに V_{cr} : 曲げねじれフラッター限界風速 B : 橋幅
 m : 単位長さあたり質量 ω_{η} : 面内たわみ固有円振動数
 I_{θ} : 極慣性モーメント ω_{ϕ} : ねじれ固有円振動数

表-1 面外荷重時に対する応答

	面外たわみ (mm)	面外曲げモーメント (tfm)
面外風荷重	22	357
面外地震	56	905

表-2 振動モード及びフラッター限界風速

面内たわみ (Hz)	ねじれ (Hz)	面外横たわみ (Hz)	フラッター限界風速 (m/sec)
0.408	3.218	1.048	64.2

以上より、曲げねじれフラッター限界風速は設計風速を上回り、耐風索を省略した場合でも静的、動的に安定であることがわかった。

おわりに

PC無補剛吊り橋は、極めて構造高さが低い橋梁形式である。しかし、プレキャスト床版ブロックを縦締め PC 鋼材でプレストレスを与えて一体化する事により、通常の荷重域では補剛桁としての十分な剛性を示す。又、アンカーバーにより下部工に定着することにより、優れた耐風安定性を発揮する。桁高制限を受ける場合の橋梁形式として、PC無補剛吊り橋の適応性は高い。来年度の上部工の架設に当たっては、載荷試験等により性状の確認を行う予定である。

参考文献

- 1) 米田昌弘 : 「吊形式橋梁の固有振動特性と風による振動に及ぼす構造的要因の影響に関する研究」
昭和 62 年 11 月。